

برآورد چندسطحی ضریب رفتار برای سازه‌های بتن‌آرمه با سیستم قالب‌تونلی

سید بهرام بهشتی‌اول* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

وحید محسنیان (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ تهران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۶)
دوره‌ی ۲-۱۳۳، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۵۳-۵۹

به دلیل فقدان اطلاعات کافی و تجربه‌ی آسیب‌پذیری ساختمان‌های بتن‌آرمه با شیوه‌ی ساخت قالب‌تونلی در زلزله‌های پیشین، استفاده از ضرایب رفتار سازه‌های با دیوار باربر بتن‌آرمه در یک فرایند طراحی لرزه‌یی، نگرانی‌هایی را به دنبال دارد. این نقصان از چالش‌های اصلی طراحی سازه‌های مذکور به روش آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی است. در این مطالعه، ضمن تعریف و تشریح مراحل استخراج دو پارامتر ضریب رفتار طلب و ضریب رفتار ظرفیت، پارامترهای ذکر شده برای سازه‌های قالب‌تونلی ۲، ۵ و ۱۰ طبقه با پلان منظم، که براساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی شده‌اند، استخراج شده است. مهم‌ترین وجه تمایز مطالعه‌ی حاضر با دیگر مطالعات مشابه، بیان چندسطحی ضریب رفتار و استخراج آن با توجه به میزان تقاضای زلزله و میزان آسیب قابل قبول به‌عنوان سطح عملکردی مورد انتظار در طراحی سازه است. نتایج به‌دست‌آمده، بیان‌گر ظرفیت و مقاومت بالای سیستم و عملکرد لرزه‌یی مناسب سازه‌های مورد مطالعه است. از طرفی، انتخاب ضریب رفتار ۵ جهت طراحی اولیه، به‌خوبی متضمن سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه برای هر ۳ سازه تحت پیشینه‌ی سطح شدت زلزله‌ی طراحی آیین‌نامه‌ی ایران است.

واژگان کلیدی: سیستم قالب‌تونلی، ضریب رفتار، ضریب رفتار طلب، ضریب رفتار ظرفیت.

beheshti@kntu.ac.ir
mohsenian.vahid@gmail.com

۱. مقدمه

بعد از جنگ جهانی دوم و در اوایل دهه‌ی ۱۹۵۰ میلادی، روش قالب‌تونلی برای نخستین بار توسط شرکت ساختمانی اتینورد فرانسوی مورد استفاده قرار گرفته است.^[۱] قالب‌های فولادی مورد استفاده در روش قالب‌تونلی مطابق شرح شکل ۱، I شکل هستند. در این سیستم سازه‌یی، فقط از المان‌های دال و دیوار به‌عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود، که به‌صورت هم‌زمان بتن‌ریزی می‌شوند. با این نحوه‌ی اجرا، تعداد نقاط جدا از هم بتن‌ریزی و اتصالات سرد در مقایسه با سایر سیستم‌های بتنی متعارف به میزان کمیته می‌رسد. این سیستم نوظهور مانند دیگر روش‌های ساخت صنعتی، در ۴ معیار کاهش زمان، کاهش هزینه، ارتقاء کیفیت و امنیت کارکنان توجیه‌پذیر است.

بعد از دو زلزله‌ی ($Kochaili_{Mw} = 7.4$) و ($Duzce_{Mw} = 7.2$) در سال ۱۹۹۹ در ترکیه، بررسی مقاومت و کارایی سازه‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی، که با شیوه‌ی قالب‌تونلی ساخته شده بودند، مشخص کرد که عملکرد لرزه‌یی این سیستم سازه‌یی در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه دیوار برشی بهتر بوده است.^[۲]

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۱۲/۱۷، اصلاحیه ۱۳۹۴/۴/۸، پذیرش: ۱۳۹۴/۷/۱۴.

متأسفانه در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی، این سیستم به‌عنوان یک سیستم مستقل سازه‌یی مد نظر قرار نگرفته است. پژوهش‌های انجام‌شده بر روی سازه‌های قالب‌تونلی، اگرچه ارزشمند، ولی محدود است.

طی مطالعاتی (۱۹۹۸)، بانک اطلاعات به‌دست‌آمده از زلزله‌های متعدد کالیفرنیا با نتایج به‌دست‌آمده از روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ها مقایسه شده و در این بررسی‌ها مشخص شده است که استفاده از روابط مذکور برای محاسبه‌ی زمان تناوب سازه‌های قالب‌تونلی، منجر به نتایج دقیقی نمی‌شود و این موضوع سبب تخمین نامناسب نیروهای زلزله خواهد شد.^[۳]

مطالعات دیگری (۲۰۰۰) نیز به‌منظور اندازه‌گیری زمان تناوب سازه‌های پانلی انجام شده که طی آن، دوره‌ی تناوب ساختمان‌های مختلف از لحاظ ارتفاع، شکل و نسبت ابعاد پلان، در دو جهت اصلی به روش ارتعاشات محیطی اندازه‌گیری شده و ضمن بررسی معادلات دوره‌ی تناوب در آیین‌نامه‌های کره‌ی جنوبی، ژاپن، استرالیا، و (UBC) مشخص شده است که معادلات تجربی دوره‌ی تناوب، در تمامی آیین‌نامه‌های ذکر شده نامناسب است و مقدار دوره‌ی تناوب سازه‌ها را بسیار کمتر یا بیشتر از مقدار واقعی برآورد می‌کنند.^[۴]

همچنین بر روی ۸۰ ساختمان قالب‌تونلی با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف



شکل ۱. نحوه قالب‌بندی سازه‌های قالب‌تونلی.

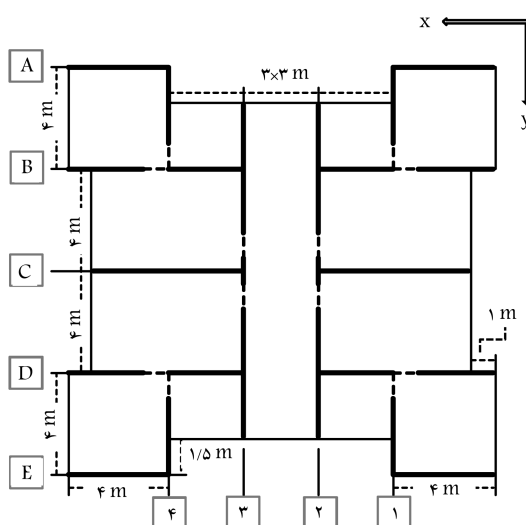
ارتعاش اجباری روی نمونه‌ها معلوم شده است که ترک‌خوردگی دال‌ها نقش مؤثری در تغییر زمان تناوب مود ارتعاشی اول نوسانی سازه دارد و ضرایب ترک‌خوردگی موجود در میث ششم مقررات ملی ساختمان، تقریب مناسبی برای برآورد زمان تناوب نمونه‌ها نتیجه می‌دهد. در ادامه، نتایج مدل‌سازی عددی و تحلیل رایانه‌یی نمونه‌ها با نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها مقایسه شده است. در این قسمت نیز نتایج، برابری خوبی داشته‌اند. طی مطالعات تحلیلی دیگری برای محاسبه‌ی ضریب رفتار از روش ATC-63 استفاده شده^[۱۱] و نتایج مطالعات اخیر نشان داده است که ضریب رفتار ۴ برای این سازه‌ها، انتخاب مناسبی است و استخراج ضریب رفتار، برآورد زمان تناوب مود اول نوسان و مکانیزم‌های خرابی و شکست قالب تونلی‌ها، مطالعات عددی و تجربی بیشتری لازم دارد.

در مطالعات دیگری بر روی دو سازه‌ی قالب‌تونلی ۵ و ۱۰ طبقه‌ی احداث شده در ایران^[۱۲] این نتایج به‌دست آمده است که سیستم به‌کاررفته در دو سازه‌ی مذکور با توجه به جزئیات‌بندی خاص مورد استفاده، اضافه مقاومت قابل توجه و در عین حال شکل‌پذیری مناسبی دارد و روند به‌کاررفته در طراحی دو سازه، قابلیت عملکردی مناسبی در آنها ایجاد کرده است. جهت نتیجه‌گیری عمومی درخصوص ضریب رفتار، بررسی‌های انجام‌شده کافی دانسته نشده و به لزوم مطالعات بیشتر در این زمینه تأکید شده است.

مرور ادبیات فنی و پژوهش‌های پیشین حاکی از آن است که مطالعات انجام‌شده برای استخراج ضریب رفتار لرزه‌یی سازه‌های بتنی با شیوه‌ی اجرایی قالب تونلی محدود است و این ضریب تاکنون، بدون ذکر میزان تقاضای زلزله، مقدار پاسخ سازه و نیز سطح عملکرد مورد انتظار در طراحی سازه محاسبه شده است. در مطالعه‌ی حاضر، رفتار این سیستم برای سازه‌های منظم در پلان، در محدوده‌ی تغییرشکل‌های غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتار، با رویکردی متفاوت و با توجه به میزان تقاضای زلزله و نیز سطوح عملکردی مورد نظر، با استفاده از تحلیل‌های بار افزون و دینامیکی افزایشی محاسبه شده است.

۲. مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

برای مطالعه‌ی حاضر، از پلان با سیستم قالب‌تونلی ارائه‌شده در شکل ۲ استفاده



شکل ۲. پلان سازه‌های قالب‌تونلی مورد مطالعه.

مطالعاتی انجام شده است (۲۰۰۳)، که در بسیاری از موارد، مودهای پیچشی بر مودهای انتقالی مقدم بوده است.^[۵] در نهایت رابطه‌یی برای محاسبه‌ی دوره‌ی تناوب سازه‌های قالب تونلی در شرایطی که تعداد طبقات کمتر از ۱۵ باشد، پیشنهاد شده است. با توجه به پیچیدگی و محدودیت کاربرد رابطه‌ی پیشنهادی، در سال ۲۰۰۴ طی مطالعات دیگری، معادله‌ی جدیدی مستقل از جهت برای تخمین دوره‌ی تناوب اصلی این سازه‌ها ارائه شده است.^[۶] شایان ذکر است که در مطالعه‌ی مذکور نیز در بسیاری از مدل‌های مورد بررسی، مود پیچشی، مود غالب بوده است.

در سال ۲۰۰۲، دو سازه‌ی نمونه‌ی ۲ و ۵ طبقه با پلان مشترک مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته و سازه‌های مذکور به صورت دو بُعدی و سه بُعدی مدل‌سازی شدند و تحت تحلیل بار افزون قرار گرفتند. هر دو سازه در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، به سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی ترکیه پاسخ دادند، و مشخص شد که رفتار حاکم در این سیستم سازه‌یی به صورت غشایی است و عملکرد کششی - فشاری همبسته‌ی دیوارها در سه بُعد، نقشی مهم در باربری سازه‌های ساخته‌شده با این روش ایفا می‌کند. در پایان برای سازه‌ی کوتاه‌تر، ضریب رفتار ۵ و برای سازه‌ی بلندتر، ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شده است.^[۷]

به منظور بررسی رفتار سه بُعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی بر روی نمونه‌هایی با میزان کمیته‌ی آرماتورهای مسلح‌کننده در سال‌های ۲۰۰۷ و ۲۰۰۸ انجام شده،^[۹،۸] و نمونه‌ها در هر دو جهت اصلی، تحت بارگذاری جانبی شبه‌استاتیکی چرخه‌یی قرار گرفته‌اند. با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها به صورت ترد گزارش شده است. با استناد به نتایج آزمایش‌های انجام‌شده، تحلیل‌هایی با کمک نرم‌افزار بر روی نمونه‌هایی با درصد آرماتور طولی مختلف، در دو جهت اصلی انجام و در ادامه مشخص شده است که افزودن آرماتورهای طولی متمرکز در گوشه‌ی دیوارها، اثری مثبت در رفتار آنها دارد و می‌تواند مود خرابی آنها را در درصد آرماتور کم نیز از حالت ترد خارج کند.

در مطالعاتی بر روی چند سازه‌ی قالب تونلی با پلان‌ها و ارتفاع‌های مختلف (۲۰۰۸) معلوم شده است که دوره‌ی تناوب اصلی در هر جهت مستقیماً به ارتفاع کلی سازه وابسته است و نسبت ابعاد سازه و درصد دیوارها تأثیر زیادی در آن ندارد. به علاوه، ترتیب ۳ مود اول ساختمان‌ها مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان بوده است.^[۱۰] به منظور درک بهتر رفتار لرزه‌یی سازه‌های تونلی در محدوده‌ی غیرخطی، مطالعاتی تجربی (۱۳۹۱) بر روی دو نمونه‌ی ساخته‌شده با مقیاس ۱ به ۵ انجام شده،^[۱] و نتایج آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی روی نمونه‌ها حکایت از رفتار ترد آنها داشته و طی آن، خرابی‌هایی در دال‌ها به صورت برش منگنه‌یی و در اتصال‌های دال به دیوار و دیوار به فونداسیون مشاهده شده است. بعد از انجام آزمایش

دیوارها، عدم بلندشدگی پی، و صرف نظر از لغزش آرماتورها در بتن از دیگر فرضیات این پژوهش هستند.

۴. برآورد ضریب رفتار

با جستجو در ادبیات فنی برآورد ضریب رفتار، با ۳ مفهوم این ضریب بر پایه طراحی (نیرویی یا آیین‌نامه‌یی)، طلب (جابه‌جایی/شکل‌پذیری) و موجود (ظرفیت) برخورد شده است.^[۲۲] جهت ممانعت از اشتباه در کاربرد آنها لازم است، این ۳ مفهوم به صورت مجزا تبیین و معرفی شوند.

۴.۱. ضریب R_{Code} بر پایه‌ی طراحی (مقدار آیین‌نامه‌یی)

ضریب رفتار توصیف‌شده در آیین‌نامه‌ها، اساساً بر پایه‌ی مشاهدات عملکرد سیستم‌های ساختمانی مختلف در برابر زلزله‌های قدرتمند گذشته ارائه شده و مبتنی بر قضاوت‌های مهندسی است. پژوهشگران بسیاری در ارتباط با عدم مستدل بودن R_{Code} مطالعات فرلوانی انجام داده و معتقدند که تخمین دقیق‌تر ضریب R_{Code} می‌تواند سبب قابلیت اطمینان بیشتر روش‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌یی شود.^[۲۳] علت اصلی انتخاب نام روش نیرویی جهت معرفی R_{Code} در آیین‌نامه‌ها آن است که میزان نیاز شکل‌پذیری در تعیین آن دخالت داده نشده است. در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران، مقادیر R_{Code} به صورت مستقل از دوره‌ی تناوب و فقط براساس سیستم‌سازی و نوع مصالح ارائه شده است. از آنجایی که سیستم قالب تونلی یک سیستم نوین است، اطلاعات زیادی در ارتباط با عملکرد آن در مقابل زلزله‌های گذشته در دست نیست. در حال حاضر این سیستم به‌عنوان زیرمجموعه‌یی از «سیستم دیوارهای باربر بتن مسلح» فرض شده و ضریب رفتار آنها بسته به میزان شکل‌پذیری ۵، ۶ و ۷ انتخاب می‌شود. در این مطالعه، جهت طراحی اولیه‌ی سازه‌ها از ضریب رفتار ۵ استفاده شده است.

۴.۲. ضریب R_{Demand} بر پایه‌ی طلب (جابه‌جایی/شکل‌پذیری)

مقدار ضریب رفتار طلب یک سازه به سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه و مشخصات فیزیکی و هندسی سازه وابسته است. نتایج مطالعات پژوهشگران نشان می‌دهد که بزرگای زلزله و عمق کانونی تأثیر زیادی در ضریب R_{Demand} ندارند و پارامترهایی چون شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی، دوره‌ی تناوب سازه، اضافه مقاومت، نامعینی سازه، تعدد درجات آزادی، و جنس خاک محل تأثیر بیشتری در محاسبه‌ی آن دارند.^[۲۴-۲۶] ضریب رفتار طلب در مطالعه‌ی حاضر مستقیماً از سازه‌ی واقعی چند درجه آزادی براساس رابطه‌ی ۱ استخراج شده است:

$$R_{Demand} = R_{\mu}^{MDOF} \cdot \Omega_s \cdot R_d \quad (1)$$

که در آن، R_{μ}^{MDOF} ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری سازه و انرژی مستهلک‌شده‌ی ناشی از رفتار پسماند است. Ω_s ضریب ناشی از اضافه مقاومت در سازه است، که اثر بازپخش کنش‌ها به علت نامعینی سازه را نیز به صورت ضمنی در نظر می‌گیرد. R_d ضریب ناشی از تنش مجاز نامیده می‌شود. از آنجایی که در سطح طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی، بارها و مقاومت مصالح در جهت اطمینان در ضرابی ضرب می‌شوند، لازم است جهت کاهش نیروها به سطح مقاومت طراحی از این ضریب کاهش استفاده شود.

شده است،^[۱۳] که مطابق آن، پلان انتخابی منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است. به منظور بررسی اثر ارتفاع در رفتار، سازه‌هایی با این پلان و تعداد طبقات ۲، ۵ و ۱۰ مدل شده و کاربری آن‌ها مسکونی و موقعیت‌شان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر، ارتفاع تیرهای رابط دیوارها در بالای بازشوها ۰/۷ متر و خاک منطقه براساس طبقه‌بندی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰)،^[۱۴] تیپ ۲ در نظر گرفته شده است.

سازه‌های مورد مطالعه در ابتدا براساس آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا،^[۱۵] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS v۹/۵/۰^[۱۶] طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه‌شده در میثت یازدهم مقررات ملی ساختمان،^[۱۷] درخصوص قالب‌تونلی‌ها نیز رعایت شده است. در نهایت، ضخامت کلیه‌ی دیوارها ۲۰ سانتی‌متر و آرماتورگذاری قائم و عرضی آنها به صورت دو لایه لحاظ شده است. برای تیرهای رابط بین دیوارها، به منظور تأمین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، آرماتورهای قطری نیز طراحی شده است.^[۱۸] دال‌ها نیز به صورت دو طرفه مدل شده و ضخامت‌شان ۱۵ سانتی‌متر است. در طراحی اعضاء سازه‌یی، مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

۳. مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای

مقاومتی و تغییرشکل‌ی المان‌ها

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار ۴/۰/۳ perform_3D (version)^[۱۹] استفاده شده است. با توجه به تأثیر پارامترهای $(\beta = M_u / (V_u \cdot l_w))$ و $(\alpha = h_w / l_w)$ در نوع رفتار دیوارهای برشی (رفتار خمشی و تیگرونه برای $\alpha \geq 3$ و یا $\alpha \geq 1$ ، رفتار برشی برای $\alpha \leq 2$ و یا $\beta \leq 0.5$) و اینکه بیشتر دیوارهای موجود در پلان سازه‌های مورد مطالعه طولی بوده و تلاش برای برآورده‌کردن کمینه‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المان‌ها، منجر به حاکم‌شدن کمینه‌ی ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است، برش به‌عنوان پارامتر کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در بیشتر دیوارها و تمام تیرهای رابط بین‌شان لحاظ شده است. بدین ترتیب، برای دیوارها (جز تعدادی محدود که به صورت خمش - کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شده است. لازم به‌ذکر است که در پارامترهای نام‌برده، منظور از M_u و V_u به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی ایجادشده در مقطع بحرانی دیوارها و h_w و l_w نیز معرف ارتفاع و طول این المان‌ها هستند. معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های سازه به‌کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش - کنترل، که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری به‌عنوان معیار انتخاب می‌شود.^[۲۰] در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ۱-۰۶ ASCE^[۲۱]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان به‌عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شده است. لازم به‌ذکر است که جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بین‌شان در نرم‌افزار، با کمک المان دیوار برشی انجام شده است. رفتار برون صفحه‌ی کشسان برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای

جدول ۲. ضریب رفتار طلب.

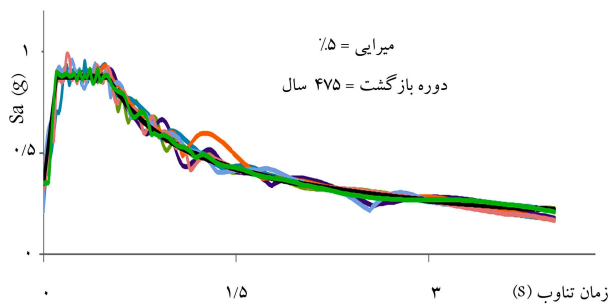
مقادیر برش بر حسب تن هستند	سازه (طبقه)		
	۱۰	۵	۲
مقاومت کشسان (V_e)	۲۲۱۰	۱۱۷۳,۸۶	۳۷۹,۲۶
مقاومت واقعی (V_y)	۶۲۵	۵۸۲	۳۳۰
مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (V_s)	۵۲۰	۳۲۰	۲۴۰
مقاومت طراحی (V_d)	۵۶۵,۲۱	۲۷۶	۷۴,۳
ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)	۳,۵۳۶	۲,۰۱۷	۱,۱۵
ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)	۱,۲۰۲	۱,۸۲	۱,۳۷۵
ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)	۱	۱,۱۶	۳,۲۳
ضریب رفتار طلب (R_{Demand})	۴,۲۵	۴,۲۵۳	۵,۱۱

پارامترهای نام‌برده برای محاسبه ضریب رفتار طلب سازه‌های قالب‌تولنی مورد مطالعه ارائه شده است.

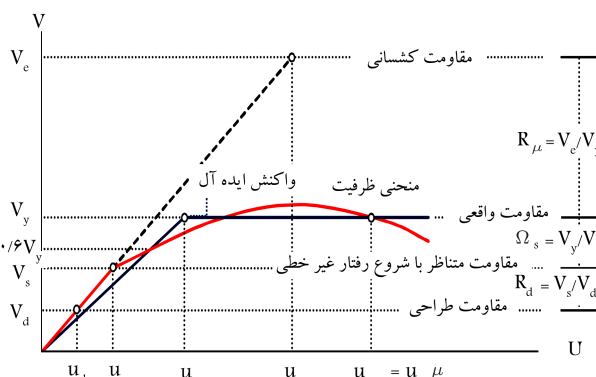
۳.۴. ضریب R_{Supply} بر پایه‌ی مقاومت موجود (ظرفیت)

ضریب R_{Supply} به میزان ظرفیت سازه در تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی و سطوح عملکردی تعریف شده وابسته است. طراحی ساختمان‌ها می‌تواند براساس همان روش نیرویی و انتخاب ضریب کاهش مقاومت با فرض خرابی مشخصی تحت سطح زلزله‌ی طراحی پیش‌فرض باشد و این همان ایده‌ی عملکردی است که فعلاً جهت بررسی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های موجود در مدارک آسیب‌پذیری لرزه‌ی استفاده می‌شود. [۲۷] الگوریتم مورد استفاده برای استخراج ضریب رفتار ظرفیت سازه، از روش آمریکایی، [۲۸] و براساس مقاومت جانبی سازه بدین شرح است:

برای رکوردهای متناسب به سایت، تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی سازه با رفتار واقعی انجام شده و ضرایب PGA خرابی موردنظر (در پژوهش حاضر، رسیدن دیوارها و تیرهای رابط سازه به سطوح عملکردی استفاده‌ی بی‌وقفه و ایمنی جانی) برداشت می‌شود. در ادامه، سازه تحت PGAهای خرابی‌گام قبل، تحلیل دینامیکی خطی شده و میانگین مقادیر برش پایه‌ی حاصل محاسبه شده است (V_e). در گام دیگر، سازه تحت بار جانبی مود اول جابه‌جایی جانبی، تحت آنالیز بارافزون قرار گرفته و توسط تغییرمکان هدف متناظر به سطوح خرابی ناشی از قدم اول، براساس دستورالعمل بهسازی دوخطی شده و در نهایت برش تسلیم معادل سازه (V_y)، استخراج شده است. از این گام به بعد، مراحل و روابط محاسبه‌ی ضریب مذکور همان است که برای محاسبه‌ی ضریب رفتار طلب استفاده شده است، لذا از تکرار آنها خودداری شده است. در جدول‌های ۳ الی ۶، مراحل و پارامترهای نام‌برده برای محاسبه‌ی ضریب رفتار ظرفیت سازه‌های قالب‌تولنی مورد مطالعه ارائه شده است. همان‌گونه که مشخص است، مقادیر ضریب رفتار ظرفیت سازه‌های مورد مطالعه و سطوح خطر متناظر با هر یک از مقادیر ضریب رفتار طلب و سطح خطر طراحی بالاتر برآورد شده است. این مورد، مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی این سازه‌ها برای سطح خطر شدید در ایران است. مطابق شرح شکل ۵، انتخاب ضریب رفتار در محدوده‌ی بین طلب و مقادیر مربوط به ظرفیت برای یک سطح خرابی مشخص، باقی‌ماندن سازه در سطح عملکرد موردنظر، به ازاء شدت لازم برای رسیدن به این سطح عملکردی یا شدت‌های پایین‌تر از آن را تضمین خواهد کرد. به‌عنوان مثال به ازاء هر مقدار ضریب رفتار در محدوده‌ی خاکستری رنگ مشخص شده در شکل ۵، در سطح خطر طراحی، تمامی المان‌های سازه در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه قرار خواهند گرفت. بدین ترتیب انتخاب ضریب رفتار آیین‌نامه‌ی برابر ۵،



شکل ۳. مقایسه‌ی طیف شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با طیف طلب منطقه.



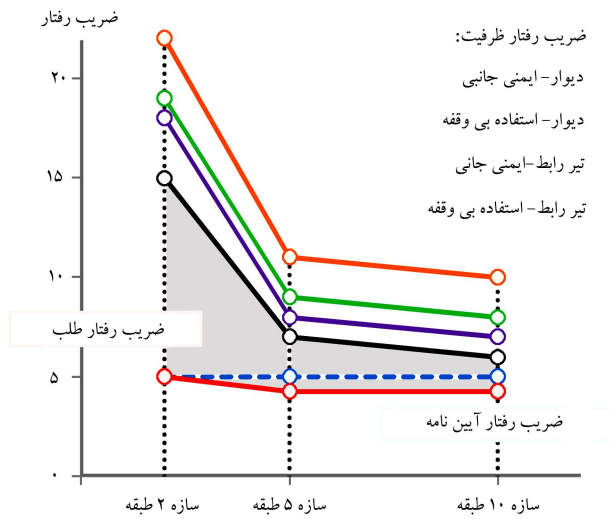
شکل ۴. دو خطی‌سازی منحنی ظرفیت سازه و تعاریف مربوط به ضریب رفتار. [۲۲]

جدول ۱. بیشینه‌ی گریز با متناظر به زلزله‌ی طلب (%).

سازه‌ی ۲ طبقه	سازه‌ی ۵ طبقه	سازه‌ی ۱۰ طبقه
۰,۰۱	۰,۰۶	۰,۱۳۵

سلسله مراتب استخراج این ضریب بدین شرح است: برای یک سطح خطر مشخص، طیف طلب منطقه تهیه و رکوردهای سازگار با این طیف انتخاب می‌شوند. رکوردهای انتخابی که زلزله‌ی طلب نامیده می‌شوند، بر سازه با فرض رفتار خطی اعمال و برش پایه‌ی حاصل برداشت می‌شود. میانگین مقادیر برش پایه‌ی کشسان (V_e) نامیده می‌شود. در این مطالعه، جهت انطباق هر چه بیشتر رکوردهای به‌کار برده با خطر سایت تصمیم گرفته شده است، که از رکوردهای مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شود. بدین ترتیب ۷ نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و براساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه استخراج و بر سازه‌ها اعمال شده است. شکل ۳، به منظور مقایسه‌ی طیف این نگاشت‌ها با طیف طلب منطقه تنظیم شده است. درگامی دیگر، زلزله‌های طلب بر سازه با فرض رفتار غیرخطی اعمال و بیشینه‌ی گریز با سازه برداشت می‌شود. میانگین مقادیر، که بیشینه‌ی گریز متناظر به زلزله‌ی طرح است (جدول ۱)، به‌عنوان هدف بر روی منحنی ظرفیت مشخص و بعد از دوخطی‌کردن منحنی ظرفیت سازه براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی، (V_y) برداشت می‌شود.

برش متناظر با شروع رفتار غیرخطی در سازه (V_s)، مطابق شکل ۴ محل جدایش منحنی‌های ظرفیت سازه با فرض رفتار خطی و غیرخطی خواهد بود. برش پایه‌ی طراحی (V_d) نیز از تقسیم حاصل ضرب شتاب طیفی به دست آمده از طیف خطی سازه در وزن کلی سازه، بر ضریب رفتار آیین‌نامه حاصل می‌شود. استخراج ضریب رفتار طلب سازه مطابق رابطه‌ی ۱، با محاسبه‌ی پارامترهای نام‌برده براساس آنچه در شکل ۴ ارائه شده است، پایان می‌پذیرد. در جدول ۲، مراحل و



شکل ۵. مقایسه‌ی ضرایب رفتار آیین‌نامه، طلب و ظرفیت.

جدول ۷. میانگین بیشینه‌ی شتاب زمین (PGA) بر حسب g.

سازه (طبقه)			المان‌ها و سطوح عملکردی مورد نظر
۱۰	۵	۲	
۰٫۵۸	۰٫۶۵	۱٫۶۶	تیر رابط - قابلیت استفاده بی‌وقفه
۰٫۷۲	۰٫۸۳	۲٫۰۵	تیر رابط - ایمنی جانبی
۰٫۷۸	۰٫۹۷۵	۲٫۱۱	دیوار - قابلیت استفاده بی‌وقفه
۰٫۹۲	۱٫۱	۲٫۴۷	دیوار - ایمنی جانبی

جدول ۸. ماتریس ضریب رفتار ظرفیت - سازه‌ی ۲ طبقه.

سطح عملکرد «المان‌ها»	استفاده بی‌وقفه		ایمنی جانبی	
	تیر رابط	دیوار	تیر رابط	دیوار
$PGA_A = 0.5g$	۱۵	*	*	*
$PGA_B = 0.7g$	۱۵	*	*	*
$PGA_C = 0.9g$	۱۵	*	*	*
$PGA_D = 1.0g$	۱۵	*	*	*

جهت طراحی اولیه، به‌خوبی متضمن ایمنی سازه‌ها برای سطح عملکردی استفاده‌ی بی‌وقفه است.

در اولین گام تعیین ضریب رفتار ظرفیت، برای سطوح خرابی مختلف در المان‌های سازه، ضرایب PGA متفاوتی استخراج شده است. برای سازه‌های مورد مطالعه، میانگین این مقادیر در جدول ۷ ارائه شده است. نظر به اینکه هر سطح خرابی معادل یک سطح خطر (PGA) است، در سازه‌های مورد مطالعه می‌توان ضریب رفتار ظرفیت را به‌صورت چندسطحی، بر پایه‌ی شدت خطر لرزه‌یی و سطح عملکرد در قالب یک ماتریس ارائه کرد. در این پژوهش برای سازه‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن سطوح مختلف خطر به‌صورت فرضی، ماتریس‌هایی در قالب جدول‌های ۸ الی ۱۰ تنظیم شده است. لازم به ذکر است که در این ماتریس‌ها، مقادیر ضرایب رفتار ظرفیت گرد شده‌اند.

به‌ازاء سطح خطر فرضی A، سازه‌ها در محدوده‌ی قبل از سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه برای تیرهای رابط باقی می‌مانند. با فرض اینکه این سطح

جدول ۳. ضریب رفتار ظرفیت (تیر رابط - سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه).

مقادیر برش بر حسب تن هستند	سازه (طبقه)		
	۱۰	۵	۲
مقاومت کشسان (V_e)	۲۹۰۵٫۸۶	۱۷۷۸	۱۱۰۲٫۸۶
مقاومت واقعی (V_y)	۶۲۰	۴۵۵	۴۴۰
مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (V_s)	۵۲۰	۳۲۰	۲۴۰
مقاومت طراحی (V_d)	۵۶۵٫۲۱	۲۷۶	۷۴٫۳
ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)	۴٫۶۸۷	۳٫۹۱	۲٫۵۰۶۵
ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)	۱٫۱۹	۱٫۴۲۲	۱٫۸۳۳۳
ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)	۱	۱٫۱۶	۳٫۲۳
ضریب رفتار ظرفیت (R_{Supply})	۵٫۵۸۸	۶٫۴۴	۱۴٫۸۴

جدول ۴. ضریب رفتار ظرفیت (تیر رابط - سطح عملکرد ایمنی جانبی).

مقادیر برش بر حسب تن هستند	سازه (طبقه)		
	۱۰	۵	۲
مقاومت کشسان (V_e)	۳۴۲۱٫۶	۲۲۷۵٫۷	۱۳۶۵٫۷
مقاومت واقعی (V_y)	۷۰۰	۴۷۰	۴۸۴
مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (V_s)	۵۲۰	۳۲۰	۲۴۰
مقاومت طراحی (V_d)	۵۶۵٫۲۱	۲۷۶	۷۴٫۳
ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)	۴٫۸۸۸	۴٫۸۴۲	۲٫۸۲
ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)	۱٫۳۴۶	۱٫۴۷	۲٫۰۱۷
ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)	۱	۱٫۱۶	۳٫۲۳
ضریب رفتار ظرفیت (R_{Supply})	۶٫۵۸	۸٫۲۴	۱۸٫۳۸

جدول ۵. ضریب رفتار ظرفیت (دیوار - سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه).

مقادیر برش بر حسب تن هستند	سازه (طبقه)		
	۱۰	۵	۲
مقاومت کشسان (V_e)	۳۸۰۰	۲۶۷۴٫۳	۱۳۹۸٫۵۷
مقاومت واقعی (V_y)	۷۵۰	۵۴۰	۵۱۶
مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (V_s)	۵۲۰	۳۲۰	۲۴۰
مقاومت طراحی (V_d)	۵۶۵٫۲۱	۲۷۶	۷۴٫۳
ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)	۵٫۰۶۶	۴٫۹۵	۲٫۷۱
ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)	۱٫۴۴	۱٫۶۸۷۵	۲٫۱۵
ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)	۱	۱٫۱۶	۳٫۲۳
ضریب رفتار ظرفیت (R_{Supply})	۷٫۳۱	۹٫۶۹	۱۸٫۸۲

جدول ۶. ضریب رفتار ظرفیت (دیوار - سطح عملکرد ایمنی جانبی).

مقادیر برش بر حسب تن هستند	سازه (طبقه)		
	۱۰	۵	۲
مقاومت کشسان (V_e)	۴۹۹۱	۳۰۰۱٫۴۳	۱۶۴۴٫۳
مقاومت واقعی (V_y)	۷۱۰	۶۵۰	۱۰۵۰
مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (V_s)	۵۲۰	۳۲۰	۲۴۰
مقاومت طراحی (V_d)	۵۶۵٫۲۱	۲۷۶	۷۴٫۳
ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)	۷٫۰۳	۴٫۶۲	۱٫۵۵۶
ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)	۱٫۳۷	۲٫۰۳	۴٫۳۷۵
ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)	۱	۱٫۱۶	۳٫۲۳
ضریب رفتار ظرفیت (R_{Supply})	۹٫۶۳	۱۰٫۸۸	۲۲

جدول ۹. ماتریس ضریب رفتار ظرفیت - سازه‌ی ۵ طبقه.

سطح عملکرد (المان‌ها)	استفاده‌ی بی‌وقفه		ایمنی جانی	
	تیر رابط	دیوار	تیر رابط	دیوار
$PGA_A = 0.15g$	۶٫۵	*	*	*
$PGA_B = 0.17g$	*	*	۸	*
$PGA_C = 0.19g$	*	۹٫۵	*	*
$PGA_D = 0.19g$	*	*	*	۱۱

جدول ۱۰. ماتریس ضریب رفتار ظرفیت - سازه‌ی ۱۰ طبقه.

سطح عملکرد (المان‌ها)	استفاده‌ی بی‌وقفه		ایمنی جانی	
	تیر رابط	دیوار	تیر رابط	دیوار
$PGA_A = 0.15g$	۵٫۵	*	*	*
$PGA_B = 0.17g$	*	*	۶٫۵	*
$PGA_C = 0.18g$	*	*	*	۹٫۵
$PGA_D = 0.19g$	*	*	*	۹٫۵

با سیستم مذکور، تحت زلزله‌ی منطبق بر طیف طرح طلب منطقه، به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه پاسخ می‌دهند.

سطوح خرابی در المان‌های سازه، به ازاء سطوح خطر بسیار بالاتر از سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران اتفاق می‌افتد، بنابراین انتظار رفتار ارتجاعی در خلال حرکات نسبتاً قوی زلزله از این سیستم سازه‌یی، انتظاری دور از واقعیت نیست. ابعاد کوچک‌تر و درصد آرماتورهای برشی کمتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، منجر به مقاومت برشی کمتر این المان‌ها نسبت به دیوارها می‌شوند و لذا این المان‌ها، اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر سازه هستند. سطح خطر متناظر با یک سطح عملکردی مشخص، با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. در واقع با افزایش ارتفاع سازه، احتمال رسیدن المان‌های سازه به سطوح عملکردی بیشتر می‌شود. مقادیر ضریب رفتار طلب سازه‌های مورد مطالعه براساس سطح خطر موجود، کمتر از مقادیر ضریب رفتار ظرفیت برآورد شده برای زمانی است که تیرهای رابط و دیوارهای سازه به سطوح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه و ایمنی جانی می‌رسند. این مورد مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی این سازه‌ها برای سطح خطر شدید در ایران است.

استفاده از ضریب رفتار آیین‌نامه‌یی ۵ برای طراحی اولیه، به‌خوبی متضمن ایمنی سازه‌هاست. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مقدار ۶ برای طراحی اولیه نیز باقی‌ماندن سازه‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به ازاء زلزله‌ی طرح را تضمین خواهد کرد.

با افزایش ارتفاع سازه، ضرایب رفتار ظرفیت و طلب کاهش می‌یابند. در بررسی پارامتریک ضریب رفتار ظرفیت مشخص می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه، ضرایب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و اضافه مقاومت به ترتیب افزایش و کاهش می‌یابند. ضریب ناشی از شکل‌پذیری، در ضریب رفتار طلب نیز همین روند تغییر را دارد. علت این امر را می‌توان به رفتار برشی سازه‌ی کوتاه‌تر و رفتار غشایی و خمشی سازه‌ی بلندتر نسبت داد. در واقع، در سازه‌های کوتاه، جذب انرژی به کمک مقاومت بالا و در سازه‌های بلند، این امر توسط شکل‌پذیری محقق می‌شود.

برای سازه‌های کوتاه، کمیته‌ی ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی برای مقاطع المان‌ها حاکم می‌شود، که بسیار بیشتر از مقادیر مورد نیاز است. در این حالت بدیهی است که مقادیر ضریب رفتار ظرفیت برای سطوح مختلف خرابی در المان‌های سازه ارقام بالایی محاسبه می‌شود. بنابراین توصیه می‌شود که سیستم قالب‌تولنی برای ساخت سازه‌های متوسط و بلند استفاده شود.

خطر ملاک طراحی قرار گیرد، سازه‌ها دیگر سطوح خرابی را تجربه نخواهند کرد. بنابراین برای سطوح دیگر خرابی در این سطح خطر، مقداری برای ضریب رفتار ظرفیت تعریف نمی‌شود. همان‌گونه که در جدول‌های مذکور مشخص است، به ازاء سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی ایران، تمامی المان‌های سازه‌های مورد مطالعه در سطح عملکردی قابلیت استفاده قرار می‌گیرند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، شدت لازم برای حصول به سطوح عملکردی در المان‌های مقاوم دیوار برشی عملاً بسیار بالاست.

۵. نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این مطالعه محدود به سازه‌ها و پلان معرفی شده بوده و بدین شرح است:

سیستم سازه‌یی مورد مطالعه، سختی و مقاومت بالا و عملکرد لرزه‌یی قابل قبولی دارد، به گونه‌یی که سازه‌های طراحی شده براساس کمیته‌ی ملزومات آیین‌نامه‌یی

منابع (References)

- Eshghi, S. and Tavafoghi, A. "Experimental study of tunnel form buildings", *Amir Kabir Journal of Science and Technology*, **44**(1), pp. 31-42 (2012).
- Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures", *Engineering Structures*, **26**(14), pp. 2081-2099 (2004).
- Goel, R.K. and Chopra, A.K. "Period formulas for concrete shear wall buildings", *Journal of Structural Engineering*, **124**(4), pp. 426-433 (1998).

- Lee, L.H., Chang, K.K. and Chun, Y.S. "Experimental formula for the fundamental period of RC building with shear wall dominant systems", *The Structural Design of Tall Buildings*, **9**(4), pp. 295-307 (2000).
- Balkaya, C. and Kalkan E. "Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **32**(7), pp. 985-998 (2003).
- Balkaya, C. and Kalkan, E. "Relevance of R-factor and fundamental period for seismic design of tunnel-form building", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada (2004).

7. Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic design parameters for shear-wall dominant building structures", *The 14th National Congress on Earthquake Engineering*, Mexico (2003).
8. Yuksel, S.B. and Kalkan, E. "Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading", *Structural Engineering and Mechanics*, **27**(1), pp. 99-115 (2007).
9. Kalkan, E. and Yuksel, S.B. "Pros and cons of multistory RC tunnel-form (box-type) buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **17**(3), pp. 601-617 (2007).
10. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Seismic behavior of tunnel form concrete building structures", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China (12-17 Oct. 2008).
11. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Evaluation of behavior factor of tunnel-form concrete building structures using applied technology council 63", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(8), pp. 615-634 (2011).
12. Mirghaderi, R., Moghadam, A.A., Yousefpour, H., Pahlevan, H., . "Assessment of nonlinear seismic behavior of tunnel form concrete buildings", *1st International Conference on Concrete Technology*, Tabriz, Iran (6-7 Nov. 2009).
13. Mohsenian, V. "R-factor determination for tunnel-form buildings", MS. Thesis, University of Science and Culture, Iran, Tehran (2013) (in Persian).
14. Permanent Committee for Revising the Standard 2800, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
15. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, American Concrete Institute (2007).
16. Computers and Structures Inc. (CSI), *Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Non-linear Version 9.5.0*, Berkeley, CA, USA (2008).
17. Institute of National Building Regulations, *Design and Industrial Construction of Buildings, Topic.11*, Ministry of Roads & Urban Development, Iran (2013).
18. Paulay, T. and Binney, J.R. "Diagonally reinforced coupling beams of shear walls", *ACI Special Publications*, **42**, pp. 579-598 (1974).
19. Computers and Structures Inc. (CSI), *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures*, Structural and Earthquake Engineering Software, Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA (2007).
20. Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360*, Management and Planning Organization, Iran (2007).
21. ASCE, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE/SEI41-06, American Society of Civil Engineers (2007).
22. Beheshti Aval, S.B. "Seismic rehabilitation of existing buildings", *K.N. Toosi University of Technology Press*, Iran, **I**, Performance-based Seismic Assessment, pp. 207-238 (2013).
23. Bertro, V.V. "Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC", *Proc. 3rd U.S. Natl Conf. on Earthquake Engineering*, South Carolina, pp. 1663-1670 (1989).
24. ATC, *Structural Response Modification Factors*, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California (1995a).
25. Miranda, E. "Seismic evaluation & upgrading of existing buildings", Phd Thesis, University of California, Berkeley (1991).
26. Lia, S.P. and Biggs J.M. "Inelastic response spectra for seismic building design", *J. Struct. Div., ASCE*, **106**(ST6), pp. 1295-1310 (1980).
27. Fajfar, P. "A nonlinear analysis method for performance based seismic design", *Earthquake Spectra*, **116**(3), pp. 573-592 (August 2000).
28. ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, **1**, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood, CA (1996).